

4. Poutres

4.1 Dimensionnement conformément à l'Eurocode 2

Ce chapitre traite de l'analyse et du calcul des poutres en béton conformément à l'Eurocode 2¹. La disposition et le contenu de l'Eurocode 2 pourront sembler inhabituels à certains concepteurs. L'Eurocode 2 ne contient pas les formules dérivées ou des indications spécifiques pour déterminer les moments et efforts tranchants. Ceci provient de la pratique européenne consistant à donner les principes dans les normes et à présenter l'application détaillée dans d'autres sources, comme des manuels.

Le premier chapitre [1. Introduction aux Eurocodes](#) donne une vue d'ensemble des Eurocodes, y compris la terminologie.

Une liste de symboles concernant le calcul des poutres est donnée en [4.9 Symboles sélectionnés](#).

4.2 Procédure de calcul

Le [Tableau 4.1](#) donne une procédure pour calculer en détail les poutres. Ce tableau suppose que les dimensions des poutres ont été déterminées au préalable par un calcul de prédimensionnement. Pour des conseils plus détaillés sur la détermination de la durée d'utilisation du projet, les actions, les propriétés des matériaux, les méthodes d'analyse, l'enrobage de béton minimal, voir chapitre [2 Prise en main](#).

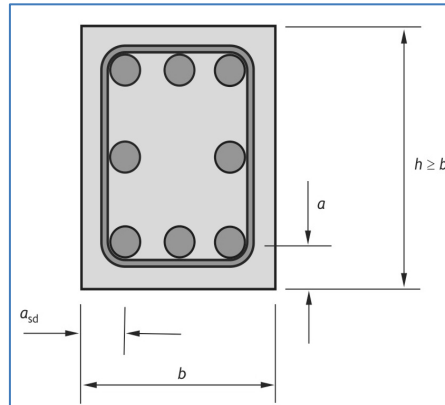
Tableau 4.1 Procédure de calcul des poutres

Étape	Tâche	Informations supplémentaires	
		Chapitre de la présente publication	Norme
1	Détermination de la durée d'utilisation de projet	2.3 Durée d'utilisation prévue	NBN EN 1990 ANB
2	Évaluation des actions sur la poutre	2.4 Actions sur les structures	NBN EN 1991 (10 parties) et ANB
3	Détermination des combinaisons d'actions à appliquer	1.3.2 Combinaisons d'actions	NBN EN 1990 ANB
4	Détermination des dispositions de charges	2.5 Dispositions des charges	NBN EN 1992–1–1 ANB
5	Évaluation des exigences de durabilité et détermination de la résistance du béton	Tableau 2.6	
6	Vérification des exigences relatives à l'enrobage pour la période appropriée de résistance au feu	2.10 Calcul de la résistance au feu et Tableau 4.2	NBN EN 1992–1–2 Section 5
7	Calcul de l'enrobage nominal pour les exigences de durabilité, feu et adhérence	2.9 Enrobage nominal des armatures	NBN EN 1992–1–1 Art. 4.4.1 + ANB
8	Analyse de la structure pour déterminer les moments et efforts tranchants critiques	2.8 Analyse structurale	NBN EN 1992–1–1 Section 5
9	Calcul des armatures de flexion	Voir Figure 4.2 et Figure 4.11	NBN EN 1992–1–1 Section 6.1
10	Vérification des flèches	Voir Figure 4.6	NBN EN 1992–1–1 Section 7.4
11	Vérification de résistance à l'effort tranchant	Voir Tableau 4.7	NBN EN 1992–1–1 Section 6.2
12	Vérification de l'espacement et du diamètre des barres	4.8.5 Maîtrise de la fissuration	NBN EN 1992–1–1 Section 7.3

4.3 Résistance au feu

L'Eurocode 2, Partie 1-2 : *Calcul du comportement au feu*⁴, propose un choix de méthodes avancées, simplifiées ou tabulées pour déterminer la résistance au feu. L'utilisation des tableaux est la méthode la plus rapide pour déterminer les dimensions et l'enrobage minimal des poutres. Certaines restrictions doivent toutefois être observées. Le cas échéant, la littérature spécialisée fournira des indications supplémentaires sur les méthodes avancées et simplifiées. Plutôt que de donner l'enrobage minimal, la méthode tabulée se base sur la distance nominale de l'axe au parement, a (voir [Figure 4.1](#)). Il s'agit de la distance du centre de la barre d'armature principale à la surface supérieure ou inférieure de l'élément.

Figure 4.1 Coupe d'un élément structural montrant les distances à l'axe au parement a et a_{sd}



Note

Il s'agit d'une dimension nominale (pas minimale). Le concepteur doit donc s'assurer que :

$a \geq c_{nom} + \phi_{étrier} + \phi_{bar}/2$ et $a_{sd} = a + 10$ mm, où a_{sd} est la distance de l'axe à la face latérale.

Le [Tableau 4.2](#) donne les dimensions minimales pour la conformité des poutres aux durées de résistance au feu normalisé.

Tableau 4.2 Dimensions et distances de l'axe au parement minimales des poutres en béton armé pour la résistance au feu

Résistance au feu normalisé		Dimensions minimales (mm)								
		Combinaisons possibles de a et b_{\min} où a est la distance moyenne de l'axe des armatures au parement et b_{\min} la largeur de la poutre							Epaisseur d'âme b_w	poutres
		Poutres sur appuis simples				Poutres continues				
A	B	C	D	E	F	G	H	I		
R 30	$b_{\min}=$ $a =$	80 25	120 20	160 15^a	200 15^a	80 15^a	160 12^a			80
R 60	$b_{\min}=$ $a =$	120 40	160 35	200 30	300 25	120 25	200 12^a			100
R 90	$b_{\min}=$ $a =$	150 55	200 45	300 40	400 35	150 35	250 25			100
R 120	$b_{\min}=$ $a =$	200 65	240 60	300 55	500 50	200 45	300 35	450 35	500 30	120
R 240	$b_{\min}=$ $a =$	280 90	350 80	500 75	700 70	280 75	500 60	650 60	700 50	160
Notes										
1 Ce Tableau est pris dans la NBN EN 1992–1–2 Tableaux 5.5 et 5.6.										
2 La distance de l'axe de la barre d'angle, a_{sd} , au côté de la poutre doit être, pour les poutres présentant un seul lit d'armatures, de $a + 10$ mm sauf lorsque b_{\min} est plus grand que les valeurs des colonnes C et F.										

3 Le Tableau n'est valide que si les exigences en matière de disposition des armatures sont observées (voir Note 4) et si, dans le calcul à température normale, la redistribution des moments fléchissants ne dépasse pas 15 %.

4 Pour les résistances au feu de R90 et plus, sur une distance de $0,3l_{\text{eff}}$ depuis l'axe de chaque appui intermédiaire, la section des armatures supérieures ne doit pas être inférieure à :

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) (1 - 2,5(x/l_{\text{eff}}))$$

où :

x = distance de la section considérée depuis l'axe de l'appui

$A_{s,\text{req}}(0)$ = section des armatures nécessaire pour le calcul à température normale

$A_{s,\text{req}}(x)$ = section minimale des armatures nécessaire à la section considérée, mais pas inférieure à celle nécessaire pour le calcul

l_{eff} = la plus grande des longueurs utiles de deux travées adjacentes

5 Pour les résistances au feu R120 – R240, la largeur de poutre au premier appui intermédiaire doit être d'au moins celle donnée dans la colonne F si les deux conditions suivantes sont réunies :

a appui d'extrémité non encastré ; et

b effort tranchant agissant à température normale $V_{\text{Ed}} > 0,67 V_{\text{Rd,max}}$

6 Pour les poutres à largeur d'âme variable, b_{min} fait référence à la ligne moyenne des armatures tendues

7 Pour les poutres précontraintes, il y a lieu de majorer les distances de l'axe des armatures au parement du tableau de 10 mm pour les barres de précontrainte et de 15 mm pour les fils et torons de précontrainte. Pour ces dernières, il y a lieu de majorer b_{min} de 40 mm.

Légende

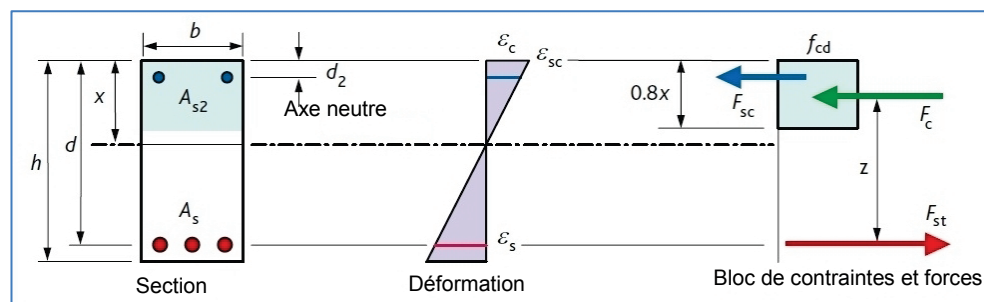
a En règle générale, l'enrobage est soumis aux exigences de la NBN EN 1992-1-1.

4.4 Flexion

L'Eurocode 2 propose différentes méthodes pour déterminer la relation contrainte-déformation du béton. Pour plus de facilité, la méthode présentée ici est le bloc rectangulaire simplifié de contraintes (voir [Figure 4.3](#)).

L'organigramme de calcul de la flexion est donné à la [Figure 4.2](#) qui comporte des formules dérivées sur la base du bloc rectangulaire simplifié.

Figure 4.3 : bloc rectangulaire simplifié de contraintes pour des bétons de classe jusqu'à C50/60.



L'Eurocode 2 donne des recommandations pour le calcul du béton jusqu'à la classe C90/105. Toutefois, pour le béton de classe supérieure à C50/60, le bloc de contraintes est modifié. (Ces classes de béton ne sont pas couvertes par le présent chapitre)

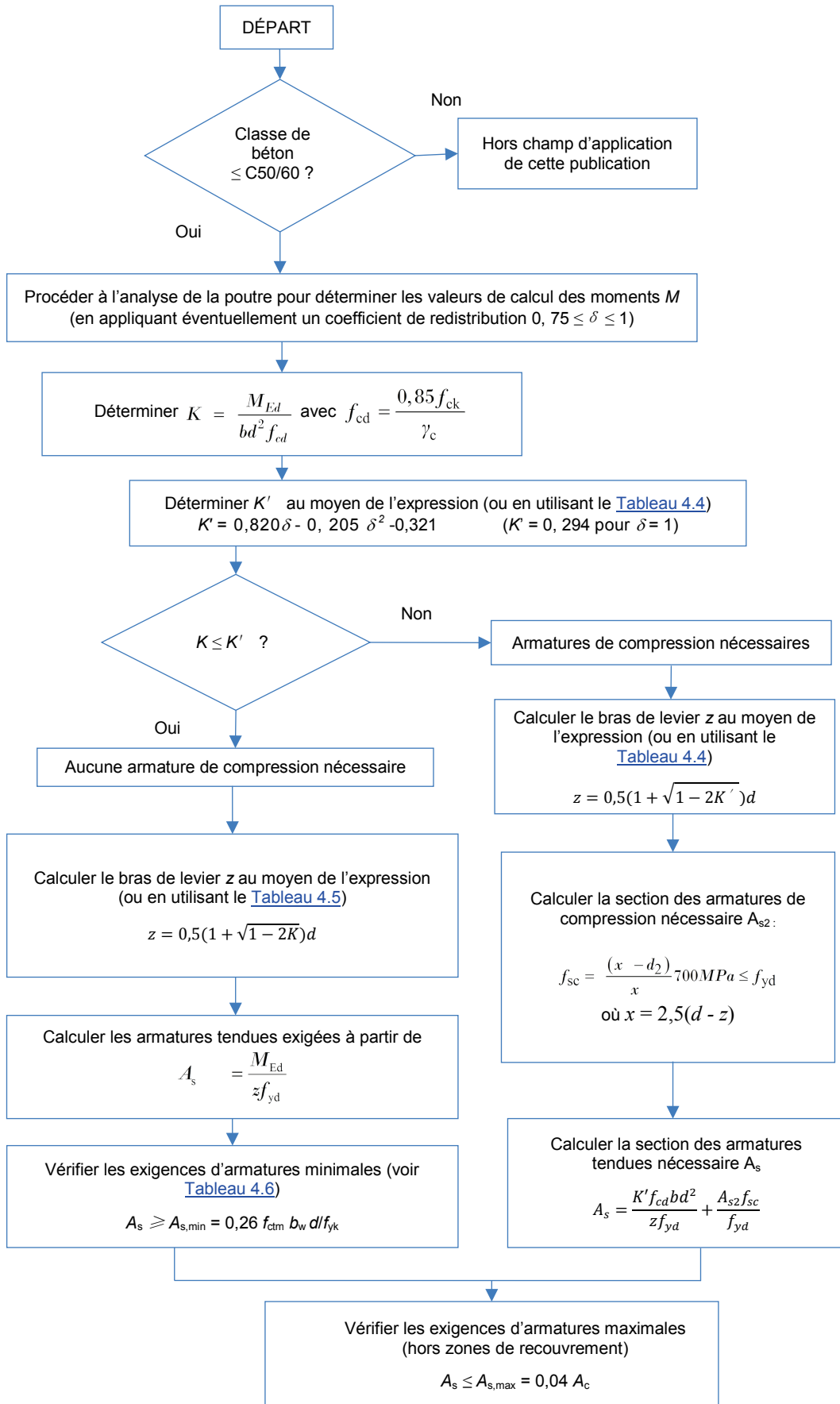
Figure 4.2 Organigramme pour déterminer l'armature de flexion pour les sections rectangulaires ($\gamma_c = 1,5$)

Tableau 4.4 Valeurs de K'

Pourcentage de redistribution	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Coefficient δ	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70
Valeur de K'	0,294	0,273	0,251	0,228	0,204	0,179	0,153

Tableau 4.5 z/d pour les sections rectangulaires à simple armature

K	z/d	K	z/d	K	z/d
0,10	0,947	0,17	0,906	0,24	0,861
0,11	0,942	0,18	0,900	0,25	0,854
0,12	0,936	0,19	0,894	0,26	0,846
0,13	0,930	0,20	0,887	0,27	0,839
0,14	0,924	0,21	0,881	0,28	0,832
0,15	0,918	0,22	0,874	0,29	0,824
0,16	0,912	0,23	0,867	0,294	0,821

Tableau 4.6 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

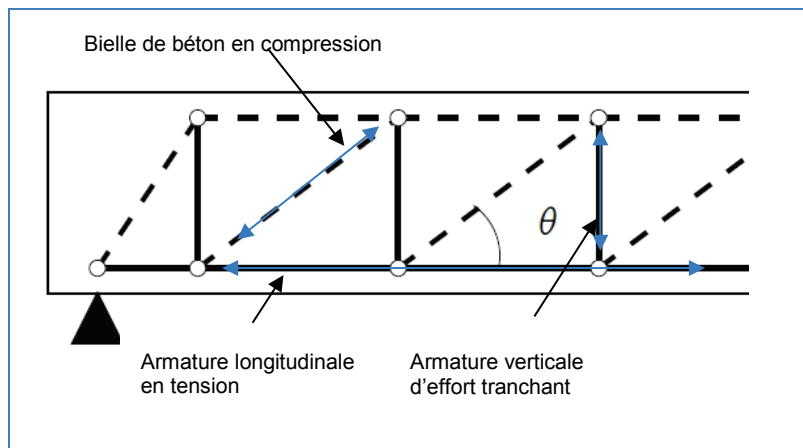
f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26f_{ctm}/f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %

Légende
a où $f_{yk} = 500$ MPa.

4.5 Effort tranchant

L'Eurocode 2 présente la méthode des bielles à inclinaison variable pour les vérifications de la résistance à l'effort tranchant. Cette méthode consiste à déterminer la résistance à l'effort tranchant sur la base d'un modèle de calcul plastique formé de bielles de béton inclinées comprimées et d'armatures d'effort tranchant tendues.

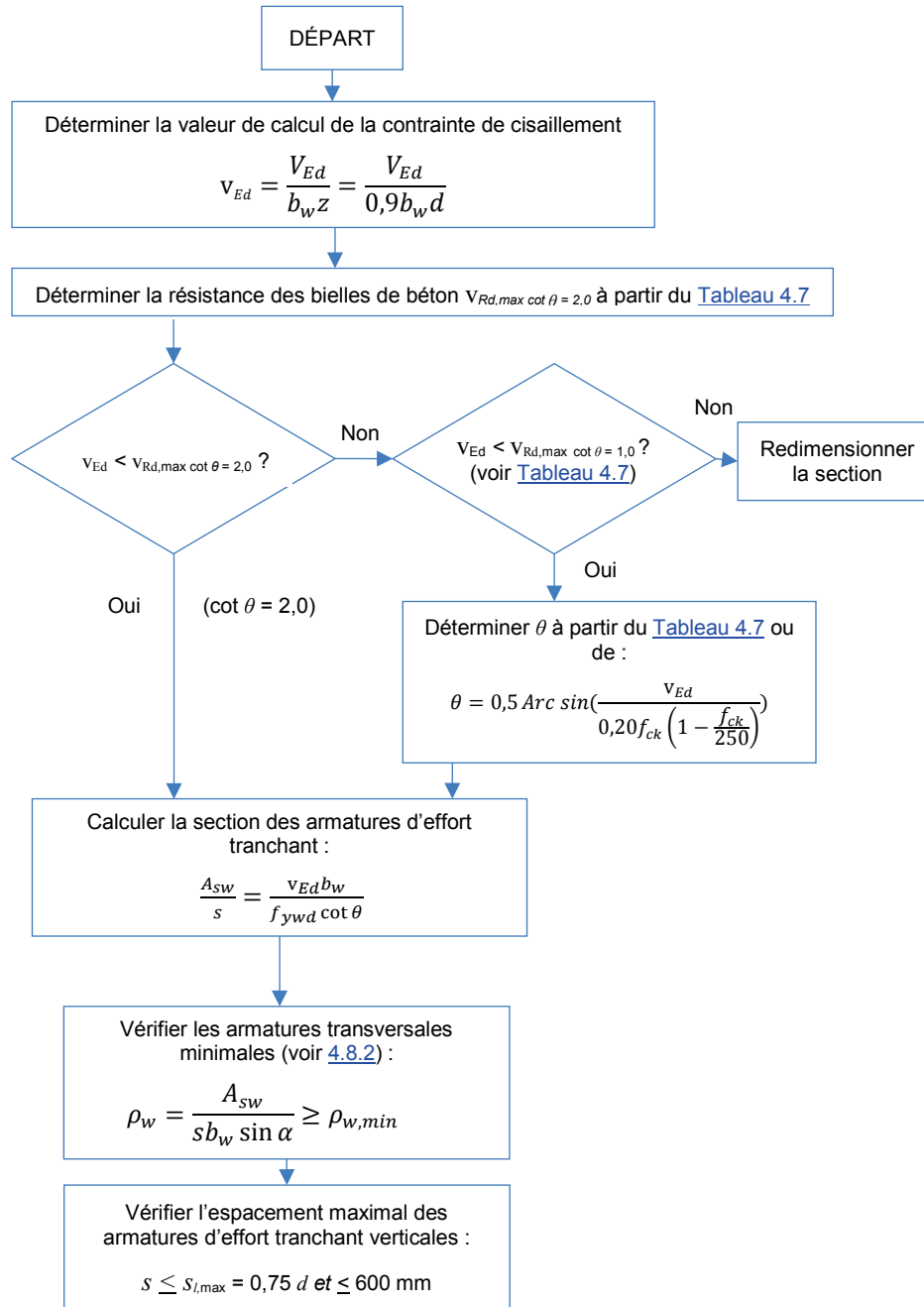
Figure 4.4 Méthode de l'inclinaison de la bielle



L'angle de la bielle de béton (voir [Figure 4.4](#)) peut être choisi entre les valeurs limites : $1 \leq \cot \theta \leq 2$, afin d'optimiser la quantité d'étriers tout en vérifiant que la résistance à la compression des bielles en béton n'est pas dépassée. La [Figure 4.5](#) illustre la procédure pour déterminer la résistance à l'effort tranchant. L'effort tranchant y est exprimé sous la forme d'une contrainte de cisaillement moyenne plutôt que sous la forme d'un effort. Lorsque des armatures d'effort tranchant sont nécessaires, il convient de déterminer l'angle des bielles de

béton qui permet de minimiser la quantité d'étriers tout en vérifiant que la résistance à la compression des bielles en béton n'est pas dépassée. Pour la plupart des poutres, lorsque l'effort tranchant sollicitant n'est pas trop important, cet angle correspond à la limite supérieure $\cot \theta = 2$, c'est à dire $\theta = 26,56^\circ$. Pour la classe de béton C30/37, l'angle de bielle dépasse $26,56^\circ$ uniquement lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à 4,22 MPa (voir [Tableau 4.7](#)). Lorsque la contrainte de cisaillement est très importante, il peut être nécessaire de réduire la valeur de $\cot \theta$ (augmenter l'angle θ) afin d'éviter de dépasser la résistance des bielles comprimées $V_{Rd,max}$. La valeur maximale de $V_{Rd,max}$ est obtenue pour $\cot \theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$), au-delà de cette valeur, il convient de modifier les dimensions de l'âme ou d'augmenter la classe de résistance du béton.

Figure 4.5 Organigramme pour déterminer les armatures d'effort tranchant verticales



**Tableau 4.7 Contrainte de cisaillement minimale et maximale ($V_{Rd,max} / (b_w z)$)
pouvant être reprise par la résistance de la bielle de béton**

f_{ck}	$V_{Rd,max}$ (MPa)						ν
	$\theta = 26,57^\circ$	$29,05^\circ$	$32,01^\circ$	$35,54^\circ$	$39,81^\circ$	45°	
	$\cot\theta = 2$	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	
20	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	0,552
25	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	0,540
30	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	0,528
35	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	0,516
40	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	0,504
45	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	0,492
50	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	0,480
Note Le tableau a été élaboré à partir de l'EN 1992-1-1 en supposant la présence de cadres verticaux, c'est-à-dire $\cot\alpha = 0$.							

Alternativement, la quantité d'étriers peut être déterminée au moyen des valeurs de $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w}$ indiquées dans le [Tableau 4.8](#). Ce tableau permet de déterminer immédiatement la valeur de $\cot\theta$ optimale.

Tableau 4.8 – Valeurs de ρ_w en % en fonction de $V_{Ed,z}$ pour $f_{yk} = 500$ MPa
et $\gamma_c = 1,5$ (étriers verticaux : $\cot\alpha = 0$)

$V_{Ed,z}$ (MPa)	f_{ck}							$V_{Ed,z}$ (MPa)	f_{ck}						
	20	25	30	35	40	45	50		20	25	30	35	40	45	50
0,5	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,3	0,74	0,51	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
0,6	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,4	0,82	0,55	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
0,7	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,5		0,59	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
0,8	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,6		0,62	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
0,9	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,11	0,11	4,7		0,67	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
1,0	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	4,8		0,72	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
1,1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	4,9		0,77	0,59	0,56	0,56	0,56	0,56
1,2	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	5,0		0,83	0,62	0,57	0,57	0,57	0,57
1,3	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	5,1		0,91	0,65	0,59	0,59	0,59	0,59
1,4	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	5,2		1,01	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60
1,5	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	5,3			0,74	0,61	0,61	0,61	0,61
1,6	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	5,4			0,78	0,63	0,62	0,62	0,62
1,7	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	5,5			0,83	0,66	0,63	0,63	0,63
1,8	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	5,6			0,89	0,70	0,64	0,64	0,64
1,9	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	5,7			0,94	0,73	0,66	0,66	0,66
2,0	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	5,8			1,02	0,78	0,67	0,67	0,67
2,1	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	5,9			1,12	0,81	0,68	0,68	0,68
2,2	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	6,0			1,28	0,86	0,72	0,69	0,69
2,3	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	6,1				0,91	0,75	0,70	0,70
2,4	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	6,2				0,95	0,78	0,71	0,71
2,5	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	6,3				1,02	0,82	0,72	0,72
2,6	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	6,4				1,08	0,86	0,74	0,74
2,7	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	6,5				1,17	0,90	0,78	0,78
2,8	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	6,6				1,27	0,94	0,81	0,81
2,9	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	6,7				1,43	0,99	0,85	0,85
3,0	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	6,8					1,05	0,88	0,88
3,1	0,39	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	6,9					1,11	0,91	0,91
3,2	0,44	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	7,0					1,17	0,96	0,96
3,3	0,48	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	7,1					1,24	1,00	1,00
3,4	0,53	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	7,2					1,33	1,05	1,05
3,5	0,59	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	7,3					1,46	1,10	1,10
3,6	0,67	0,42	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	7,4						1,14	1,14
3,7		0,45	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	7,5						1,21	1,21
3,8		0,49	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	7,6						1,28	1,28
3,9		0,53	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	7,7						1,34	1,34
4,0		0,56	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	7,8						1,44	1,44
4,1		0,61	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	7,9						1,56	1,56
4,2		0,67	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	8,0							

4.6 Flèches

L'Eurocode 2 propose deux méthodes pour calculer les flèches, soit à l'aide de la valeur limite du rapport portée/hauteur utile, soit en évaluant la flèche théorique à l'aide des expressions données dans l'Eurocode. Cette dernière méthode est détaillée dans le chapitre [8. Calcul des flèches](#)

L'organigramme de calcul du rapport portée/hauteur utile à ne pas dépasser pour garantir que la flèche respecte les valeurs prescrites dans la NBN EN-1992-1-1 est présentée à la [Figure 4.6](#). (voir aussi [Figure 4.7](#) ou [Tableau 4.8b](#))

Figure 4.6 Organigramme d'évaluation des flèches

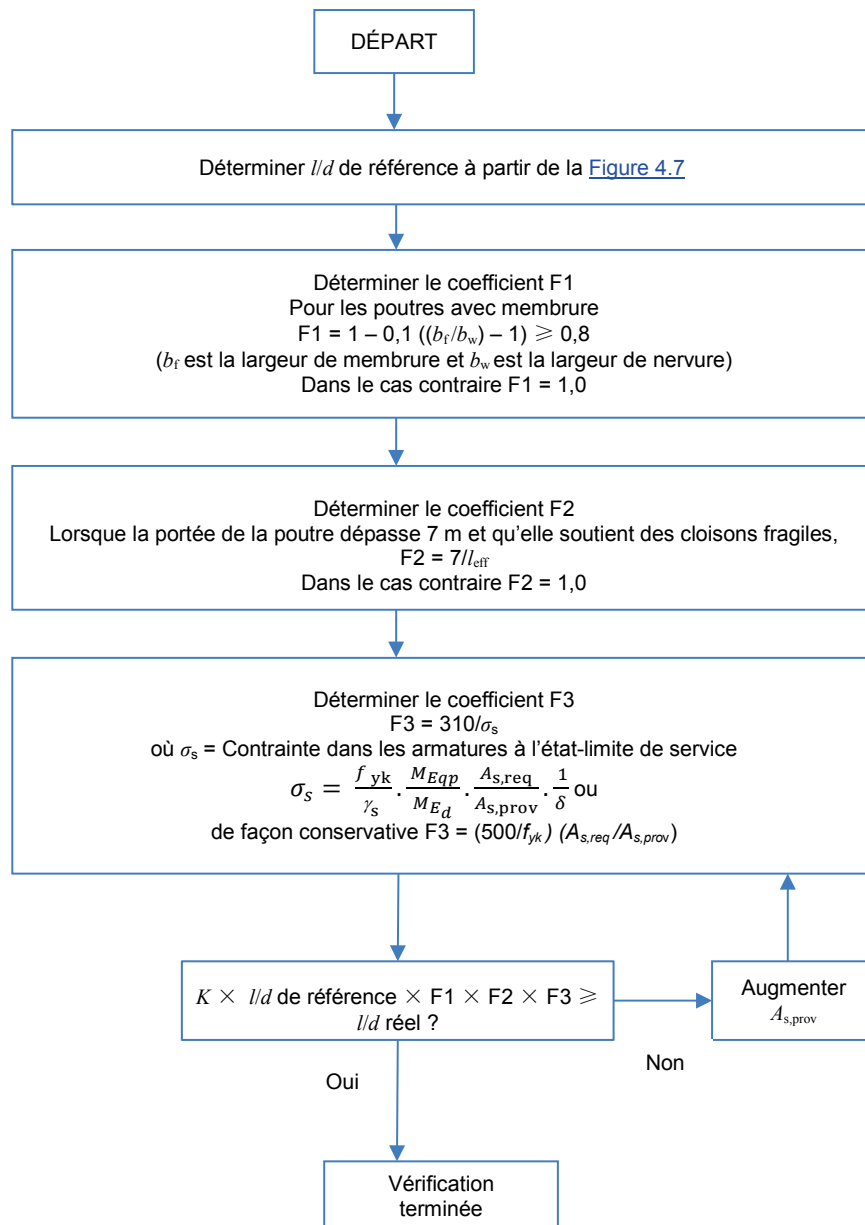


Figure 4.7 Valeurs de référence du rapport portée sur hauteur utile

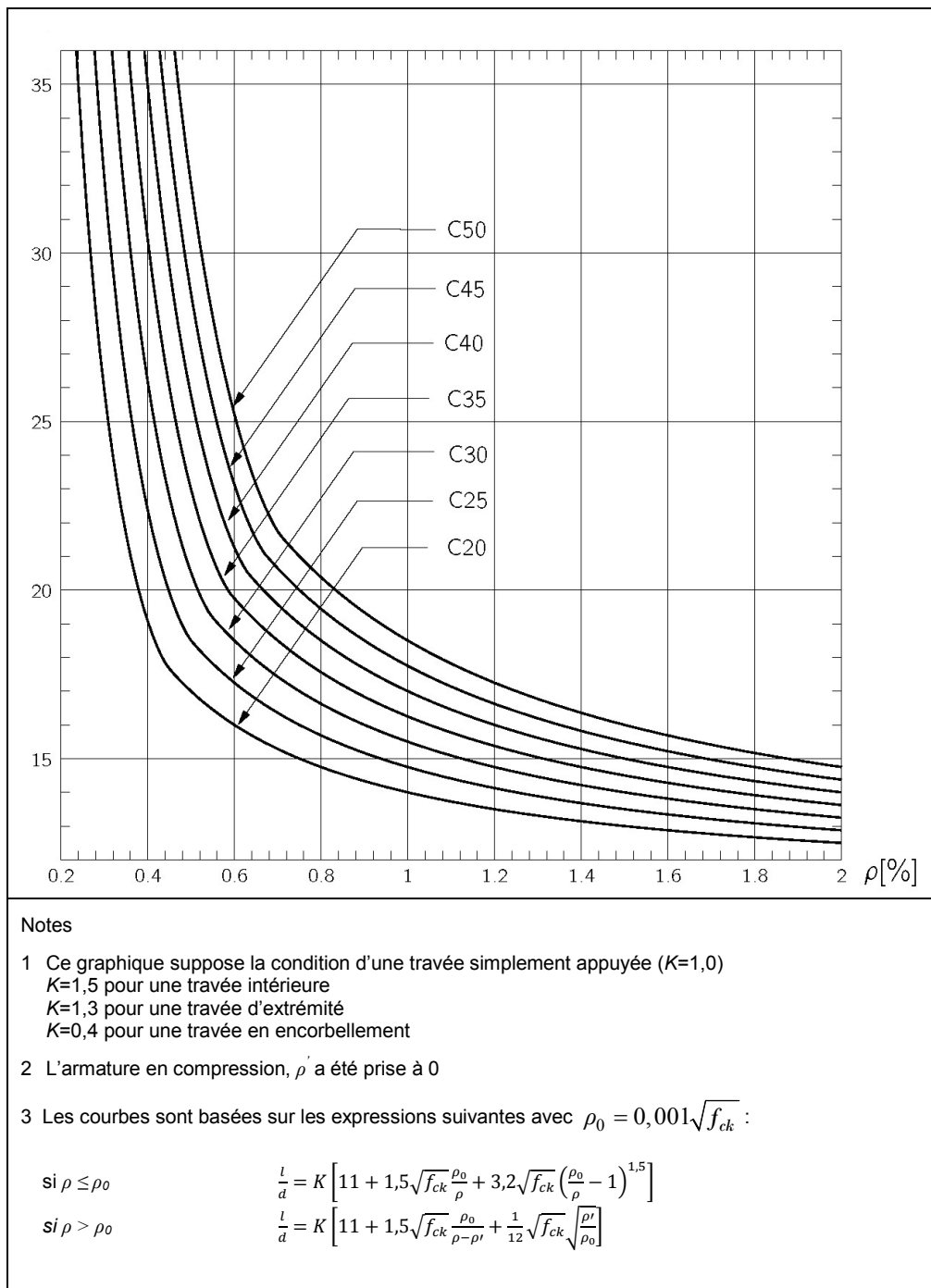


Tableau 4.8b Rapports de référence l/d (portée/hauteur utile), pour les poutres en l'absence de compression axiale

Armature nécessaire, ρ	f_{ck}						
	20	25	30	35	40	45	50
0,30 %	25,9	32,2	39,2	46,6	54,6	63,0	71,8
0,40 %	19,1	22,4	26,2	30,4	35,0	39,8	45,0
0,50 %	17,0	18,5	20,5	23,0	25,8	28,8	32,0
0,60 %	16,0	17,3	18,5	19,8	21,3	23,1	25,2
0,70 %	15,3	16,4	17,4	18,5	19,6	20,6	21,7
0,80 %	14,8	15,7	16,6	17,6	18,5	19,4	20,4
0,90 %	14,3	15,2	16,0	16,8	17,7	18,5	19,3
1,00 %	14,0	14,8	15,5	16,3	17,0	17,8	18,5
1,20 %	13,5	14,1	14,8	15,4	16,0	16,6	17,3
1,40 %	13,1	13,7	14,2	14,8	15,3	15,8	16,4
1,60 %	12,9	13,3	13,8	14,3	14,8	15,2	15,7
1,80 %	12,7	13,1	13,5	13,9	14,3	14,8	15,2
2,00 %	12,5	12,9	13,3	13,6	14,0	14,4	14,8
2,50 %	12,2	12,5	12,8	13,1	13,4	13,7	14,0
3,00 %	12,0	12,3	12,5	12,8	13,0	13,3	13,5
3,50 %	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9	13,1
4,00 %	11,8	11,9	12,1	12,3	12,5	12,7	12,9
ρ_0	0,45 %	0,50 %	0,55 %	0,59 %	0,63 %	0,67 %	0,71 %
Conditions Les valeurs du rapport portée/hauteur utile ont obtenues à partir des Expressions (7.16.a) et (7.16.b) de l'EN 1992-1-1, en utilisant $K = 1$ (sur appuis simples) et $\rho' = 0$ (pas d'armatures de compression requises). $K=1,5$ pour une travée intérieure $K=1,3$ pour une travée d'extrémité $K=0,4$ pour une travée en encorbellement							

4.7 Poutres en T

La largeur participante de la membrure des poutres en T est évaluée suivant les indications du paragraphe 5.3.2 de la NBN EN 1992-1-1 (voir [Figure 4.9](#) et [Figure 4.10](#))

Figure 4.9 Définition de l_0 pour le calcul de la largeur participante de la table de compression

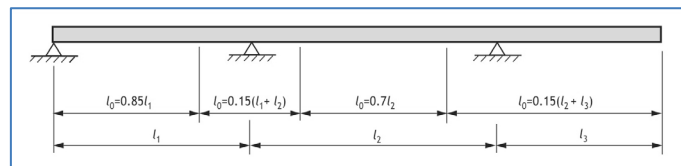
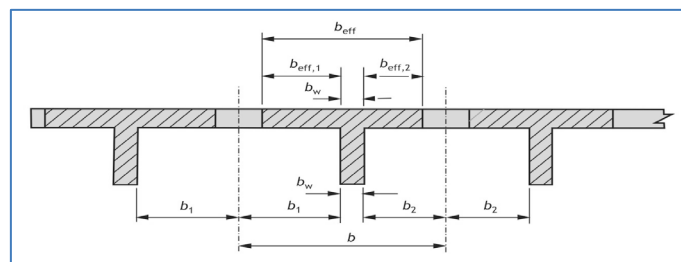


Figure 4.10 Paramètres de largeur participante de la table de compression



La position de l'axe neutre doit être déterminée, puis la section des armatures peut être calculée selon que l'axe neutre se situe dans la membrure ou dans l'âme (voir [Figure 4.11](#)).

Aux appuis, les armatures tendues conçues pour résister aux moments fléchissants négatifs doivent être réparties sur toute la largeur de la membrure utile, comme illustré à la [Figure 4.12](#).

Figure 4.12 Disposition des armatures tendues dans la table de compression

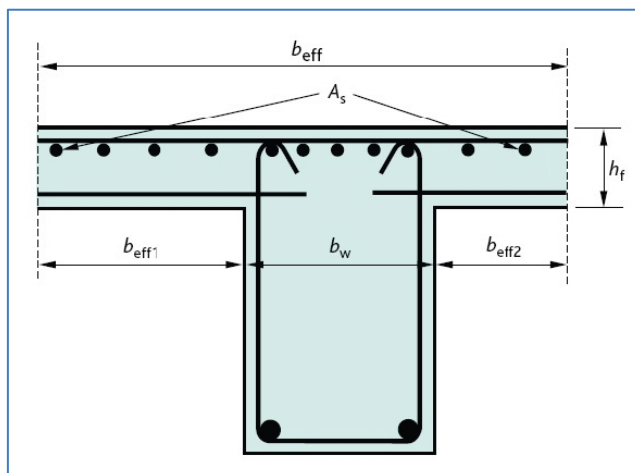


Figure 4.11 Organigramme pour déterminer la résistance en flexion des poutres en T

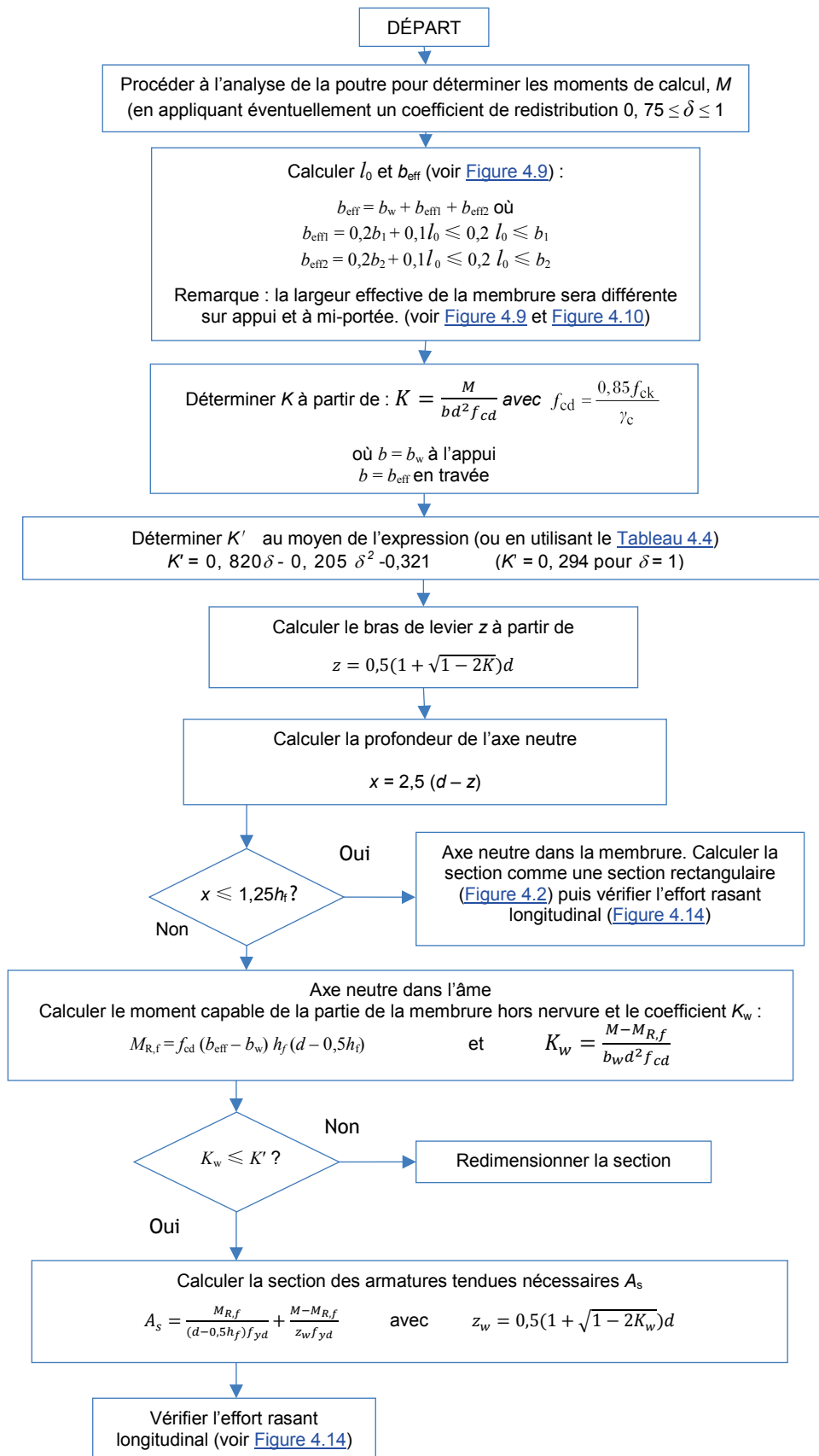
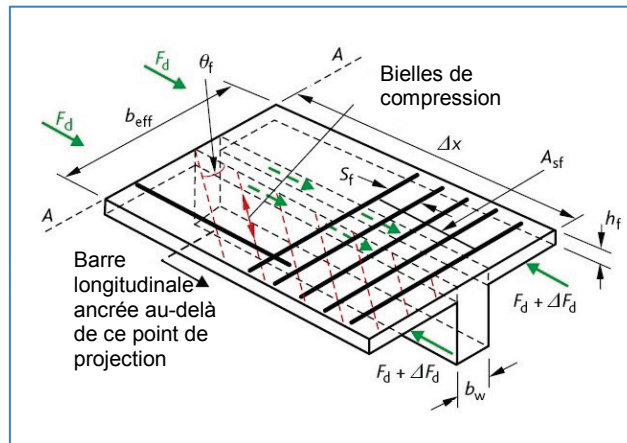


Figure 4.13 Notations pour la connexion entre l'âme et la table de compression

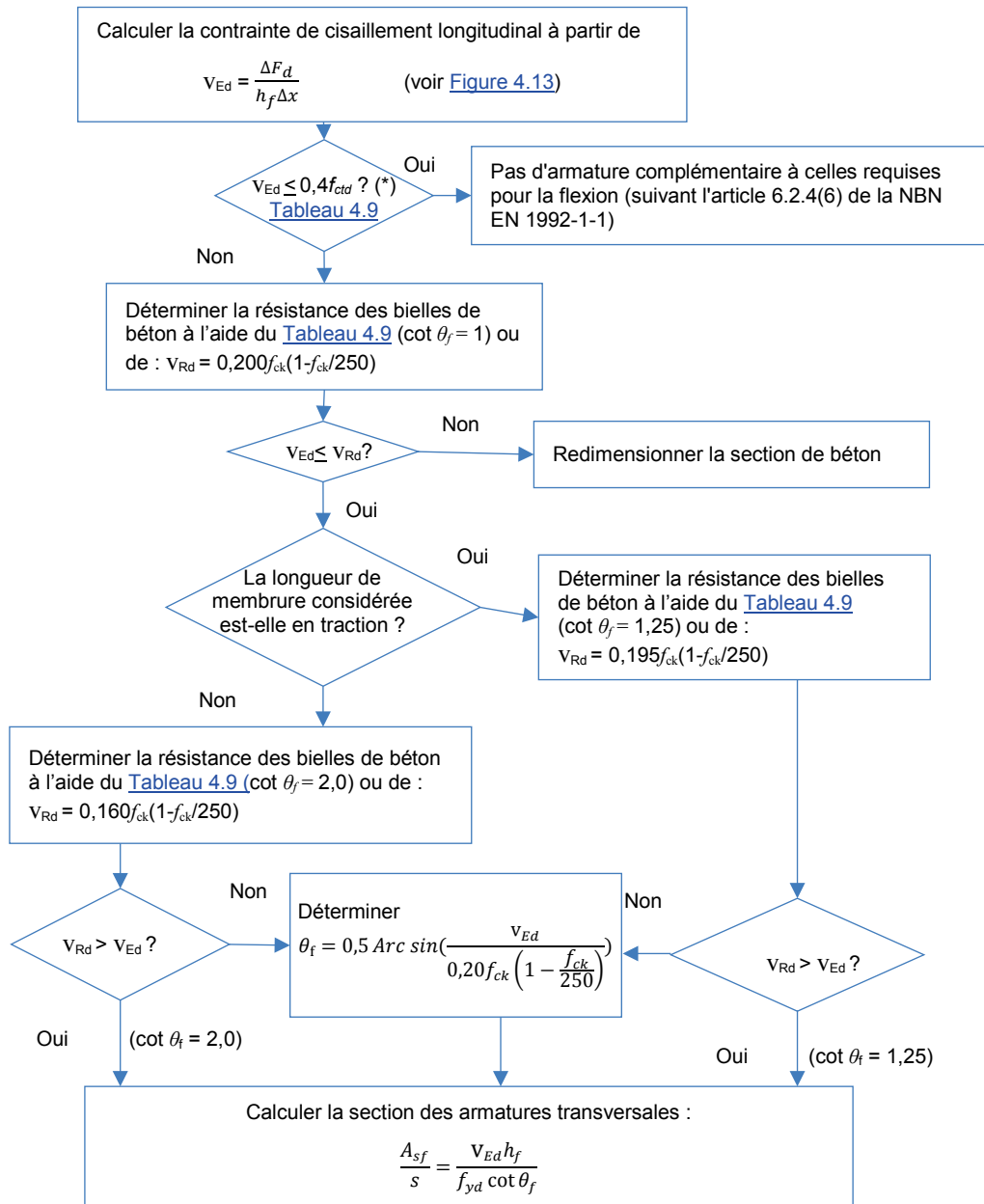


4.7.1 Cisaillement entre l'âme et les membrures (Effort rasant)

La contrainte de cisaillement dans le plan vertical à la jonction de la membrure et l'âme doit être évaluée selon la Section 6.2.4 de l'Eurocode 2 et la Figure 6.7 de l'Eurocode (reproduite ici à la [Figure 4.13](#)). La variation d'effort dans la membrure peut être évaluée sur la base de la variation du moment et de la valeur du bras de levier entre deux sections distante d'une longueur donnée. L'Eurocode stipule que la longueur maximale pouvant être considérée pour le calcul de cette variation d'effort est égale à la moitié de la distance entre la section où le moment est maximal et celle où le moment est nul. Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées, il convient de limiter cette longueur à la distance entre charges.

La [Figure 4.14](#) présente un organigramme permettant d'évaluer la résistance à l'effort rasant. Dans de nombreux cas, les armatures transversales déjà présentes dans la dalle suffiront pour résister à cet effort. Cette vérification est surtout nécessaire dans le cas de membrures particulièrement minces. Le calcul de la résistance à l'effort rasant développée dans l'Eurocode se base sur la méthode de bielles à inclinaison variable, similaire à celle développée pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant vertical.

Figure 4.14 Organigramme pour déterminer la résistance à l'effort tranchant entre l'âme et les membrures des sections en T



(*) Le coefficient 0,5 de l'ANB a été remplacé par le coefficient 0,4 recommandé par l'EN en 6.2.4(6)

Tableau 4.9 Résistance des bielles de béton à l'effort tranchant longitudinal dans les poutres en T

f_{ck}	$V_{Rd,max}$		$0,200f_{ck}(1-f_{ck}/250)$	$0,5f_{ctd}$
	Membrure comprimée cot $\theta_f = 2,0$	Membrure tendue cot $\theta_f = 1,25$	cot $\theta_f = 1$	
20	2,94	3,59	3,68	0,52
25	3,60	4,39	4,50	0,60
28	3,98	4,85	4,97	0,65
30	4,22	5,15	5,28	0,68
32	4,46	5,44	5,58	0,71
35	4,82	5,87	6,02	0,75
40	5,38	6,55	6,72	0,82
45	5,90	7,20	7,38	0,89
50	6,40	7,80	8,00	0,95

4.8 Règles relatives à l'espacement et à la quantité d'armatures

4.8.1 Section minimale des armatures longitudinales

La section minimale des armatures est $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk} > 0,0013 b_t d$, où b_t est la largeur moyenne de la zone tendue (voir [Tableau 4.9](#)). Pour une poutre en T avec la membrure supérieure comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de la valeur de b_t .

NOTE : La quantité d'armature minimale nécessaire pour la maîtrise de la fissuration peut être supérieure à celle indiquée ici.

Tableau 4.9 Pourcentage minimal d'armatures nécessaire

f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26 f_{ctm} / f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %
Légende a où $f_{yk} = 500$ MPa.		

4.8.2 Section minimale des armatures transversales

Le taux d'armatures d'effort tranchant doit être supérieur selon 9.2.2 (5) de la NBN EN 1992-1-1 à

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yw}}$$

où A_{sw} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur s .

Cette valeur $\rho_{w,min}$ peut être lue directement dans le [Tableau 4.10](#)

Tableau 4.10 Valeurs de $\rho_{w,min}$ (avec $f_{yw}=500$ MPa)

f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
$\rho_{w,min}$ (%)	0,072	0,080	0,088	0,095	0,101	0,107	0,113

4.8.3 Section maximale des armatures longitudinales

En dehors des zones de recouvrement, la section maximale des armatures tendues ou comprimées ne doit pas dépasser $A_{s,max} = 0,04 A_c$

4.8.4 Espacement minimal des armatures

La distance libre minimale entre les barres doit être la plus grande valeur entre :

- 1 x diamètre de barre
- Dimension du granulat plus 5 mm
- 20 mm

4.8.5 Maîtrise de la fissuration

Les fissures peuvent être limitées à des ouvertures acceptables en prenant les mesures suivantes :

- Prévoir une quantité minimale d'armatures, de sorte que les armatures ne se plastifient pas dès la formation de la première fissure (voir [4.8.1](#)).

- Si les déformations gênées sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme illustré dans le [Tableau 4.11](#). Dans ce cas, n'importe quel niveau de contrainte de l'acier peut être choisi, mais la valeur choisie doit alors être utilisée dans le calcul de $A_{s,min}$ et le diamètre des armatures doit être limité comme indiqué.
- Si les charges extérieures sont la cause principale de la fissuration, limiter le diamètre des armatures comme indiqué dans le [Tableau 4.11](#) ou limiter l'espacement des armatures comme indiqué dans le [Tableau 4.12](#).

Si l'on utilise un de ces tableaux, la contrainte de l'acier doit être calculée sur la base d'une section fissurée dans la combinaison d'actions correspondante.

Tableau 4.11 Diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration

Contrainte de l'acier (MPa)	Dimension maximale des barres (mm) pour des ouvertures de fissures de		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—
Note : voir Note 1 du Tableau 7.2N de l'EN 1992-1-1 pour les paramètres utilisés pour élaborer le Tableau. Il est notamment supposé que $c_{nom} = 25$ mm et que $f_{ct,eff} (= f_{ctm}) = 2,9$ MPa			

Tableau 4.12 Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration

Contrainte de l'acier (MPa)	Espacement maximal des barres (mm) pour des ouvertures de fissures de		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—
Note : voir Note 1 du Tableau 7.2N de l'EN 1992-1-1 pour les paramètres utilisés pour élaborer le Tableau. Il est notamment supposé que $c_{nom} = 25$ mm et que $f_{ct,eff} (= f_{ctm}) = 2,9$ MPa			

4.9 Symboles sélectionnés

Symbole	Définition	Valeur
A_c	Aire de la section droite du béton	
A_s	Section des armatures en traction	
A_{s2}	Section des armatures en compression	
$A_{s, \text{prov}}$	Section des armatures en traction prévue	
$A_{s, \text{req}}$	Section des armatures en traction nécessaire	
b_{eff}	Largeur participante des tables de compression	
b_l	Largeur moyenne de la zone tendue	
b_{min}	Largeur de la poutre ou nervure	
b_w	Largeur de la section ou largeur de l'âme des poutres en T	
d	Hauteur utile	
d_2	Hauteur utile à l'armature comprimée= distance entre l'armature de compression et la fibre de la section de béton la plus comprimée	
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton	$\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ pour $f_{ck} \leq C50/60$
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre	
f_{ctd}	Valeur de calcul basée sur le fractile 5% de la résistance en traction directe	$\alpha_{ct} f_{ctk, 0,05}/\gamma_c$ avec $\alpha_{ct}=1,0$ (§3.1.6(2) Expression (3.16) de l'Eurocode 2)
$f_{ctk, 0,05}$	Fractile 5% de la résistance en traction directe	$0,7 f_{ctm}$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
f_{ctk}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe	$0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ pour $f_{ck} \leq C50/60$ (du Tableau 3.1, Eurocode 2)
f_{yk}	Limite d'élasticité caractéristique des armatures d'effort tranchant	
h_f	Épaisseur de la table de compression	
K	Coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux	
l_{eff}	Portée utile de l'élément	Voir Section 5.3.2.2 (1) de la NBN EN 1992-1-1
l_0	Distance entre points de moment nul	
l/d	Rapport portée/hauteur utile	
M	Moment de calcul à l'ELU	
M_{Eqp}	Moment de calcul à l'ELS sous la combinaison quasi permanente des charges	
x	Profondeur de l'axe neutre	
x_{max}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre	$0,8(\delta - 0,44)d$ où $\delta \leq 1,0$
z	Bras de levier	
α_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée	0,85 pour les efforts normaux et moments fléchissants 1,0 pour les efforts tranchants
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique	
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des	1,15 pour l'armature (γ_s)

	matériaux	1,5 pour le béton (γ_c)
ρ_0	Ratio d'armatures de référence	$0,001\sqrt{f_{ck}}$
ρ	Armatures tendues nécessaires à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$\frac{A_s}{bd}$ (pour les poutres rectangulaires)
ρ'	Armatures comprimées nécessaires à mi-portée pour résister au moment dû aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements)	$\frac{A_{s2}}{bd}$

4.10 Références

- 1 NBN EN 1992-1-1, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton – Partie 1-1, Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- 4 NBN EN 1992-1-2, Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton. Règles générales – Calcul du comportement au feu.*
- 6 MOSS, R M & BROOKER, O. *How to design concrete structures using Eurocode 2: Beams.* The Concrete Centre, 2006.

Références complémentaires pour les constructions préfabriquées

- 1 NBN EN 13225 – *Éléments structuraux linéaires* +
NBN B 21-604 - *Produits préfabriqués en béton - Eléments de structure linéaires - Complément national à la NBN EN 13225*
- 2 NBN EN 15050 – *Éléments de pont*
- 3 NBN EN 13369 – *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton* +
NBN B 21-600 - *Règles communes pour les produits préfabriqués en béton - Complément national à la NBN EN 13369*

